اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر *

علی خیرالدین [۱] محمد ملائی [۲]

چکیده بررسی زلزله‌های گذشتهٔ کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمهٔ ایران دربرابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها دربرابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آئین‌نامه‌ها و توسعهٔ بنا، ازجمله دلایلی می‌باشند که مقاوم‌سازی را الزامی می‌سازند. در این پژوهش، مقاوم سازی قاب‌های بتن‌آرمه باا ستفاده از مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته و با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی تأثیر این پارامتر در رفتار مهاربند و به‌تبع آن در رفتار سازه پرداخته شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که با افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی از شکل‌پذیری هستهٔ فولادی مهاربند کمانش‌ناپذیر کاسته می‌شود و سازهٔ مقاوم‌سازی‌شده نیز دچار افت‌های موضعی در مقاومت می‌شود که باعث کاهش ۵٪-۲۰٪ جذب انرژی سازه می‌گردد.

واژه‌های کلیدی مقاوم‌سازی، قاب بتن‌آرمه، مهاربند کمانش‌ناپذیر، واگرا، فاصله میان هسته و غلاف.

The Effect of Distance Between Steel Core and Steel Sheath on Behavior of Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Eccentric Buckling Restrained Braces

A. Kheyroddin M. Mollaei

Abstract *The evaluation of the country past earthquakes show that many reinforced concrete buildings in Iran are not earthquake-resistant. Damage to buildings against earthquakes, changing land use, changing guidelines and the development of building, are among the reasons that necessitate the retrofitting. In this research, retrofitting the reinforced concrete frames with conventional concentric and eccentric and buckling restrained braces was analyzed and by changing the distance between core and steel sheath, the effect of these parameters on the behavior of bracing and consequently the structural behavior has been studied. The results showed that by increasing the distance between the core and steel sheath, the deformability of steel core of buckling restrained braced frame is reduced, and localized strength degradations are caused in the retrofitted structure that it was observed reduce of structural energy dissipation by 5-20 %.*

Key Words Reinforced Concrete Frame, Buckling Restrained Bracing, Eccentric, Distance Between Steel Core and Steel sheath.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۲/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۱۲ می‌باشد.

(۱) استاد، دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) نویسندهٔ مسئول: کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

Email: mollaie1027@yahoo.com

مقدمه

بررسی زلزله‌های گذشتهٔ کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمهٔ ایران دربرابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها دربرابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آئین‌نامه‌ها و توسعهٔ بنا، ازجمله دلایلی می‌باشند که مقاوم‌سازی را الزامی می‌سازند. برای این منظور می‌توان از راه‌کارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی‌شده، قاب‌های خمشی و انواع دیوارهای برشی استفاده نمود [1]. در همین راستا، از بین روش‌های موجود استفاده از مهاربندهای فولادی به‌دلیل سرعت عمل و سادگی در اجرا، کم‌هزینه‌تر بودن ترمیم و یا تعویض سیستم مهاربندی آسیب‌دیده بعد از وقوع زلزله، بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرد. در عین حال، سیستم مهاربند فولادی دارای ضعف‌هایی نیز می‌باشد؛ رفتار پس‌کمانشی ضعیف، زوال سختی و مقاومت ازجمله مشکلات عمده و اساسی در عملکرد اعضای فشاری در مهاربندهای فولادی معمولی می‌باشد [2]. سیستم مهاربندهای کمانش‌ناپذیر نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشد که بااستفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربندها دارد؛ به‌گونه‌ای که رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش می‌باشد و درنتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت به مهاربندهای معمولی از خود نشان می‌دهد [3].

در این راستا تحقیقاتی درزمینهٔ مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر صورت گرفته است که در ذیل به برخی از آنها اشاره می‌شود:

خیرالدین و محب شاهدین[4] در مقاله‌ای باعنوان «مقایسه نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای نچسبیده و مهاربندی معمولی»، بااستفاده از آنالیز غیرخطی بارافزون به بررسی رفتار سه ساختمان ٤، ٨ و٢٠ طبقهٔ فولادی با مهاربندی معمولی و نچسبیده پرداختند. نتایج نشان داد که مهاربندهای نچسبیده دارای جذب انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای معمولی می‌باشند و رفتار سازه را بهبود می‌بخشند.

ساهو و همکاران[5] با مطالعات خود یک روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد را برای طراحی مهاربند کمانش‌ناپذیر ارائه کردند. در این روش، طراحی برش پایه براساس توازن کار- انرژی بااستفاده از مکانیسم تسلیم و جابه‌جایی هدف به‌دست آمد. در این پژوهش بیان شده است که سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌تواند به‌طور گسترده‌ای برای تحمل نیروهای جانبی در نواحی لرزه‌خیز ایالات متحدهٔ آمریکا مورد استفاده قرار گیرد.

دی سارنو و مون فردی[6] با ارائهٔ مقاله‌ای به بررسی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتن مسلح مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر پرداختند. مطالعات آنها برروی ساختمان بتنی دو طبقه متعلق به یک مدرسه انجام گرفت. برای مقاوم‌سازی ساختمان موجود از تعبیهٔ مهاربندهای کمانش‌ناپذیر کاهش‌طول‌یافته در قاب پیرامونی سازه استفاده گردید. نتایج نشان داد که مهاربندها مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای را جذب می‌نمایند درحالی‌که سیستم قاب بتنی دربرابر بارهای ثقلی مقاومت می‌کند. این امر سبب می‌شود که خرابی‌ها در مهاربندها متمرکز شود و سازهٔ بتنی در محدودهٔ الاستیک باقی بماند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مهاربند کمانش‌ناپذیر باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی و کاهش جابه‌جایی جانبی سازه می‌گردد.

دوبینا و همکاران [6] در مقاله‌ای به بررسی رفتار سه نمونه قاب، قاب بتنی معمولی مقاوم‌سازی نشده (RC)، قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند Vشکل معمولی (CBS) و قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر (BRB) تحت بارگذاری‌های افزایشی خطی و چرخه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که قاب بتنی اولیه بسیار ضعیف است و احتیاج به مقاوم‌سازی دارد. همچنین مهاربندهای معمولی دارای ظرفیت بیشتری هستند و پس از اعمال چند چرخه بارگذاری، در ناحیهٔ پلاستیک، به‌طور ناگهانی یک افت رفتار هیسترزیس در اثر کمانش مهاربند فشاری اتفاق می‌افتد؛ اما رفتار قاب

مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر بسیار مناسب‌تر است و بیشترین اتلاف انرژی را دارا می‌باشد. سختی و مقاومت در قاب مهاربندی‌شده با مهاربند معمولی (CBS) نسبت به قاب مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر (BRB) بیشتر است اما جابه‌جایی نهایی در قاب BRB سه برابر قاب CBS است؛ بنابراین شکل‌پذیری قاب BRB بسیار بیشتر از قاب CBS است.

پرینز و ریچاردز[8] به بررسی عملکرد دینامیکی دو سیستم مهاربندی واگرای کمانش‌ناپذیر (BRBF-E) و واگرای معمولی (EBF) پرداختند. نتایج نشان‌دهندهٔ بهتر بودن عملکرد مدل‌های BRBF-E نسبت به EBF با درنظر گرفتن معیار دریفت طبقاتی بود.

مائیدا و همکاران[9] در مقاله‌ای به بررسی رفتار اتصالات مستقیم مهاربندهای کمانش‌ناپذیر به قاب بتن‌آرمه پرداختند. نتایج نشان داد که استهلاک انرژی توسط هر مهاربند کمانش‌ناپذیر، ۱۰ برابر بیشتر از قاب بتنی است.

وادووا و همکاران [10] به بررسی به‌سازی ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه دارای دیوار برشی بتنی، بااستفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر پرداختند. نتایج آنها نشان داد که سیستم به‌سازی‌شده عملکرد مناسبی را ازنظر مقاومت و سختی از خود نشان می‌دهد. برای عملکرد بهتر سازه، توصیه می‌شود که ستون‌ها مقاوم‌سازی موضعی شوند. در سازه‌های اولیه که به‌سازی نشده بودند، تیرها عملکرد ضعیفی را از خود نشان دادند. بعد از اضافه نمودن مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تیرها رفتار مناسب‌تری را نشان دادند، چرخش‌های پلاستیک ۱۰ برابر کوچک‌تر شدند و حداکثر ممان ثبت شده در نواحی پلاستیک کاهش یافتند .

خیرالدین، مرتضایی و عقیلی مقاله‌ای باعنوان «بررسی رفتار مهاربندهای کمانش تاب فلزی در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌مسلح»، ارائه نمودند. در این مقاله سازه‌های ٦، ۱۲ و ۱۸ طبقهٔ بتن‌مسلح براساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند و براساس دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، کنترل شدند. به‌منظور بهبود رفتار لرزه‌ای، این ساختمان‌ها بااستفاده از مهاربندهای معمولی و کمانش‌ناپذیر مورد تقویت قرار گرفتند و ستون‌های قاب‌های مهاربندی‌شده در کلیهٔ مدل‌ها به‌وسیلهٔ زره‌پوش بتنی تقویت شدند. مدل‌ها بااستفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شدند و نتایج مبین این نکته است که سازه‌های دارای مهاربند معمولی به‌دلیل کمانش مهاربند فشاری، در نسبت تغییرمکان‌های زیاد دچار ضعف بودند و میزان جذب انرژی آنها در سازه‌های ۱۲ و ۱۸ طبقه از سازه بدون تقویت نیز کمتر شد؛ اما این نقیصه با به‌کارگیری مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، به‌دلیل رفتار تقریبا یکسان در کشش و فشار و بهره‌گیری از تمام ظرفیت این نوع مهاربندها، برطرف شد و میزان جذب انرژی بالایی نسبت به سازه دارای مهاربند معمولی و سازه بدون تقویت به‌دست آمد[11].

نتایج تحقیقات انجام‌شده توسط محققان، مؤثر بودن مهاربندهای کمانش‌ناپذیر را در بهبود رفتار سازه نشان می‌دهند.

یکی از پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار مهاربندهای کمانش‌ناپذیر و به‌تبع آن رفتار سازه، فاصلهٔ میان هسته و غلاف فولادی می‌باشد که تأثیر قابل‌توجهی بر شکل‌پذیری و مقاومت مهاربند کمانش‌ناپذیر و سازه دارد و تحقیقات محدودی در این زمینه صورت گرفته است. در این پژوهش، اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تمام فولادی بر رفتار سازه مورد بررسی قرار می گیرد. برای این منظور، مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده برروی نمونه قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر، بااستفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و تحلیل گردید و نتایج به‌دست‌آمده با نتایج مطالعات آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت؛ سپس مدل‌های مختلف،

مدل‌سازی، تحلیل و بررسی شدند.

صحت‌سنجی مدل اجزای محدود

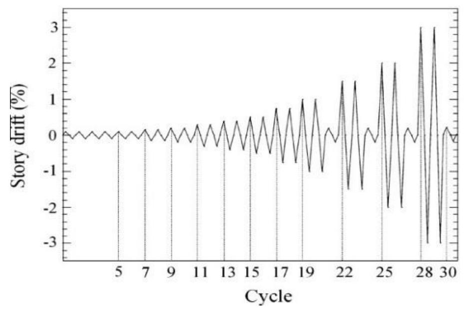
برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، استفاده از روش تحلیل اجزای محدود (Finite Element) ضروری به‌نظر می‌رسد؛ زیرا بااستفاده از این ابزار، می‌توان با هزینهٔ کم و دقت مطلوب رفتار غیرخطی قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند را در مدل اجزای محدود شبیه‌سازی کرد. قبل از استفاده از روش اجزای محدود برای تحلیل و طراحی شکل‌های مختلف قاب و مهاربندها، صحت و میزان دقت نتایج حاصل از روش اجزای محدود، باید بامقایسهٔ آن با نتایج مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی گردد. پس از صحت‌سنجی (Verify) مدل اجزای محدود، می‌توان رفتار لرزه‌ای انواع قاب‌های بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر را با مشخصات مختلف بررسی نمود. در این بخش، نتایج مدل اجزای محدود یک قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد.

نمونهٔ آزمایشگاهی

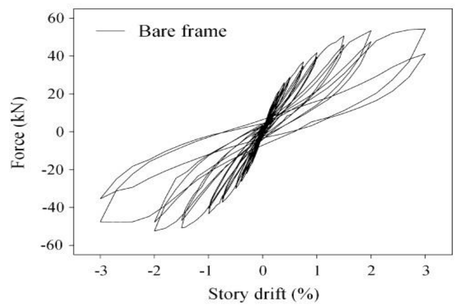
برای صحت‌سنجی مدل اجزای محدود، از مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده توسط خامپانیت و همکاران استفاده شده است. در این مقاله بااستفاده از نتایج مدل‌های آزمایشگاهی، به بررسی روش طراحی براساس عملکرد پلاستیک سیستم قاب خمشی بتن مسلح با مهاربند کمانش‌ناپذیر پرداخته شده است [12].

بررسی آزمایشگاهی شامل قاب بتن‌آرمه بدون مقاوم‌سازی و قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌باشد. مشخصات قاب بتنی در هر دو مدل کاملا مشابه و متعلق به ساختمان یک مدرسه در تایلند است. مدل ساخته‌شده دارای مقیاس ۰/۵ نسبت به قاب اصلی می‌باشد؛ ارتفاع قاب ۱/٦ متر، دهانه قاب ٤ متر، ابعاد ستون‌ها ۰/۱۵× ۰/۱۵ متر و ابعاد تیر ۰/۱۵× ۰/۳ متر می‌باشد. مهاربند استفاده‌شده از نوع کمانش‌ناپذیر تمام فلزی است. نمونه‌ها بااستفاده از جک‌های هیدرولیکی تحت بارگذاری جانبی شبه‌استاتیکی با تاریخچهٔ بارگذاری نشان داده‌شده در شکل (۱) قرار گرفته‌اند. علاوه بر این، نیروی ثابت ۱۵۰ کیلو نیوتن به‌صورت ثقلی به ستون‌ها اعمال شده است.

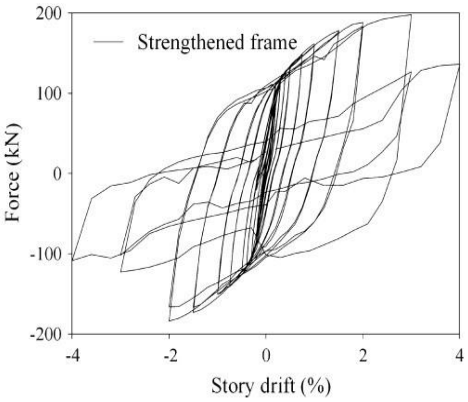
در مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده، مقاومت جانبی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر ۲ برابر مقاومت جانبی قاب بتنی درنظر گرفته شده است که نتیجهٔ آن یک هستهٔ مستطیل‌شکل با ابعاد ۹×۲۱ میلی‌متر و مساحت ۱۸۹ میلی‌متر مربع می‌باشد. شکل (۲) منحنی هیسترزیس قاب بتن‌آرمه و شکل (۳) منحنی هیسترزیس قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر را نشان می‌دهد.



شکل ۱ الگوی بارگذاری چرخه‌ای [12]



شکل ۲ منحنی هیسترزیس قاب بتن‌آرمه [12]



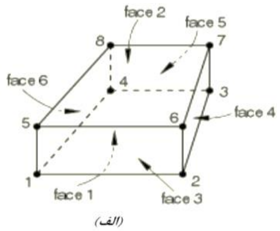
شکل ۳ منحنی هیسترزیس قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر [12]

مدل‌سازی نمونهٔ آزمایشگاهی بااستفاده از روش اجزای محدود

در این قسمت نمونهٔ آزمایشگاهی بااستفاده از روش اجزای محدود و به‌کمک نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی می‌شود و نتایج مورد صحت‌سنجی قرار می‌گیرند.

مدل‌سازی رفتار بتن و فولاد

باتوجه به سه‌بعدی بودن مدل قاب و مهاربند، برای مدل‌سازی بتن از مدل پلاستیسیتهٔ آسیب‌دیدهٔ بتن و المان سه‌بعدی هشت‌گرهی C3D8R استفاده شده است (شکل ٤). پارامترهای اصلی مورد استفاده در این مدل شامل: ویسکوزیته، نمودار تنش- کرنش تک‌محورهٔ فشاری بتن و نمودار تنش- کرنش تک‌محوری کششی بتن می‌باشد که درادامه به‌صورت مختصر توضیح داده خواهند شد. برای سایر پارامترهای این مدل باتوجه به آنالیزهای حساسیت صورت‌گرفته برروی مدل، مقادیر زاویهٔ اتساع (Ψ) برابر ٣٦ درجه، خروج از مرکزیت (ε) برابر ۰/۱، نسبت تنش فشاری دومحوره به یک‌محوره (f_{b0}/f_{c0}) برابر ۱/۱٦، نسبت ثابت دوم تانسور تنش روی نصف‌النهار کششی (K) برابر ۰/٦٦ و ویسکوزیته (μ) برابر ۰/۰۰۱ درنظر گرفته می‌شود. همچنین برای مش‌بندی المان‌ها از حالت مش‌بندی ۵۰×۵۰ میلی‌متر استفاده می‌شود.



شکل ٤ المان هشت گرهی C3D8R [13]

رابطهٔ تنش- کرنش فشاری بتن

به‌منظور مدل‌سازی رفتار بتن در فشار از رابطهٔ هاگنستاد که منحنی تنش- کرنش بتن در فشار را به‌خوبی مدل‌سازی می‌کند استفاده می‌گردد [14].

$$f_c = f'_c\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0}-\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^2\right] \quad (۱)$$

در رابطهٔ بالا f_c، تنش در کرنش متناظر ε_c و ε_0، کرنش نظیر مقاومت فشاری نهایی f'_c می‌باشد که مقدار آن $\varepsilon_0=0.002$ درنظر گرفته شده است.

برای مدول الاستیسیتهٔ بتن (E_c) از رابطهٔ (۲) استفاده شده است [14].

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (۲)$$

رابطهٔ تنش- کرنش کششی بتن

باتوجه به ضعیف بودن بتن در کشش، بتن بعد از ترک‌خوردگی مقاومت خود را از دست می‌دهد؛ بنابراین در نمودار کششی تعریف‌شده، از قسمت صعودی منحنی صرف‌نظر می‌گردد [15].

$$f_{t0} = 0.1f'_0 \quad (۳)$$

$$\varepsilon_{t0} = 0 \quad (٤)$$

$$f_{tu} = 0.01f'_c \quad (۵)$$

$$\varepsilon_{tu} = 10\left[\frac{f_{t0}}{E_c}\right] \quad (٦)$$

در روابط بالا ε_{t0}، کرنش کششی متناظر f_{t0}، f_{tu}، تنش نهایی کششی و ε_{tu}، کرنش نظیر مقاومت کششی نهایی f_{tu} می‌باشد.

روابط آسیب کششی و فشاری بتن

برای محاسبهٔ متغیرهای آسیب کششی (d_t) و فشاری (d_c)، فرض شده است که در منحنی تنش- کرنش بتن، قبل از مقاومت حداکثر کششی و یا فشاری، بتن دچار آسیب نگردد و پس از آن، یعنی در فاز نرم‌شوندگی منحنی تنش- کرنش، بتن آسیب ببیند. به‌منظور محاسبهٔ مقادیر متغیرهای آسیب کششی و فشاری، از روابط زیر استفاده شده است [13].

$$d_c = 1-\frac{f_c}{f'_c} \quad \text{for} \quad f_c \ge f'_c \tag{۷}$$

$$d_c = 0 \quad \text{for} \quad f_c \le f'_c \tag{۸}$$

$$d_t = 1-\frac{f_t}{f_{tr}} \quad \text{for} \quad f_t \le f_{tr} \tag{۹}$$

$$d_t = 0 \quad \text{for} \quad f_t \le f_{tr} \tag{۱۰}$$

که در آن f_c و f_t به‌ترتیب تنش‌های فشاری و کششی در شاخهٔ نرم‌شوندگی و f'_c و f_{tr} به‌ترتیب حداکثر مقاومت فشاری و کششی بتن می‌باشد.

برای مدل‌سازی فولاد از رفتار دو خطی تنش- کرنش و المان سه‌بعدی دوگرهی خرپایی T3D2 استفاده شده است (شکل ۵).

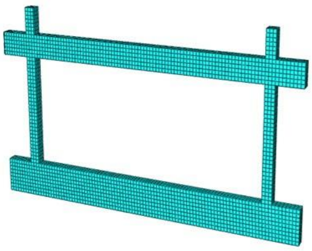
پس از تعیین پارامترهای فوق در نرم‌افزار آباکوس، مدل قاب بتن‌آرمه مدل‌سازی می‌گردد. هندسهٔ قاب بتنی به‌صورت یکپارچه و بااستفاده از عناصر توپر همگن 3D مدل‌سازی شده است و ابعاد آن متناسب با ابعاد مدل آزمایشگاهی است. مقاومت بتن به‌کار برده‌شده ۲۴ مگاپاسکال می‌باشد. سایر مشخصات قاب بتنی در جدول (۱) ذکر شده است. شکل (٦) مدل قاب بتنی مش‌بندی‌شده را نشان می‌دهد. برای مدل‌سازی میلگردها از عناصر توپر همگن 3D استفاده شده است. میلگردهای طولی از نوع (D16) و میلگردهای عرضی از نوع (D6) می‌باشند. برای مش‌بندی از المان‌های خرپایی دوگرهی T3D2 استفاده شده است. سایر مشخصات مربوط به میلگردها در جدول (۲) ذکر شده است.



شکل ۵ المان خرپایی T3D2 [13]

جدول ۱ مشخصات بتن مورد استفاده در قاب بتن‌آرمه

نسبت پواسون	جرم واحد حجم (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۱۷	۲۳۵۰	۲۳	۲٤



شکل ٦ مدل اجزای محدود قاب بتن‌آرمهٔ مش‌بندی‌شده

جدول ۲ مشخصات میلگردهای مورد استفاده در قاب بتن‌آرمه

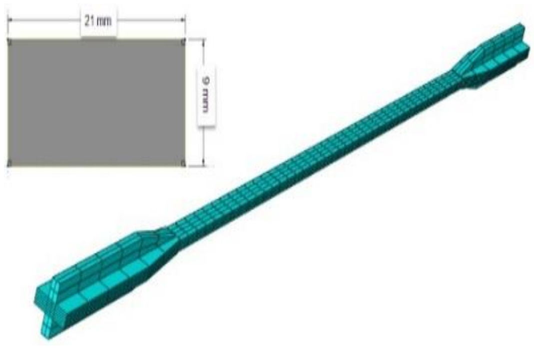
نام عضو	مساحت مقطع (mm^2)	ابعاد مش (mm)	نسبت پواسون	جرم واحد حجم (kg/m^3)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مقاومت کششی تسلیم (MPa)
میلگرد طولی ستون (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد طولی تیر (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد عرضی ستون (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	٤٦۹	۳۸۰
میلگرد عرضی تیر (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	٤٦۹	۳۸۰

برای مدل‌سازی مهاربند کمانش‌ناپذیر، هستهٔ فولادی از نوع فولاد St37 می‌باشد که با تنش تسلیم پایین و شکل‌پذیری بالا انتخاب شده است. برای مدل‌سازی هستهٔ فولادی از رفتار سخت‌شوندگی ترکیبی فولاد St37 استفاده شده که در جدول (۳) ارائه شده است [16].

ابعاد ناحیهٔ مستطیل شکل هستهٔ مهاربند ۹×۲۱ میلی‌متر و مساحت مقطع آن ۱۸۹ میلی‌مترمربع است. برای مدل‌سازی هسته از عناصر توپر همگن 3D و برای مش‌بندی از المان‌های C3D8R و اندازه مش ۲۵ میلی‌متر در راستای طولی آن استفاده شده است. تصویر هستهٔ مش‌بندی‌شدهٔ مهاربند و مقطع آن در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات هندسی و مکانیکی آن نیز در جدول (٤) ذکر شده است.

جدول ۳ رفتار سخت‌شوندگی فولاد St 37 [16]

Yield Stress (MPa)	C 1 (MPa)	γ1	C 2 (MPa)	γ2
۱۵۷	٤٦۰۰	۲۵	۹۸۰۰۰	۱۰۰۰



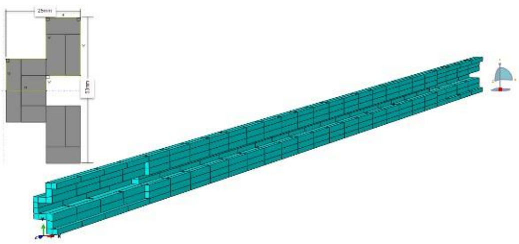
شکل ۷ مدل اجزای محدود هستهٔ فولادی مش‌بندی‌شده

جدول ٤ مشخصات هستهٔ فولادی

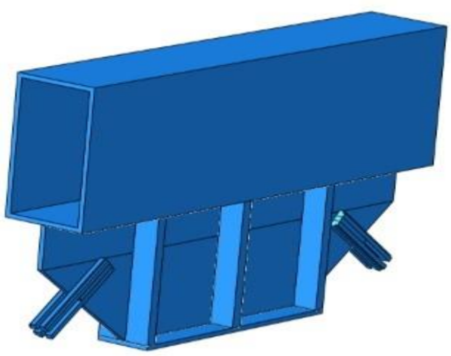
نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	جرم واحد حجم (kg/m^3)	طول کل هسته (cm)	طول ناحیه تسلیم شونده (cm)
۰/۳	۲۱۰	۷۸۵۰	۱٦۰	۱۰۰

برای مدل‌سازی غلاف فولادی از عناصر توپر همگن 3D و برای مش‌بندی از المان‌های C3D8R استفاده شده است. مقاومت کششی تسلیم و نهایی غلاف فولادی به‌ترتیب برابر ٤٢۰ و ٥٤۰ مگاپاسکال درنظر گرفته شده است. همچنین طول غلاف ۱٦۰ سانتی متر می باشد. سایر مشخصات، همانند هستهٔ فولادی می‌باشد که در قسمت قبل توضیح داده شد. تصویر مش‌بندی‌شدهٔ غلاف به‌همراه مقطع آن در شکل (۸) نشان داده شده است.

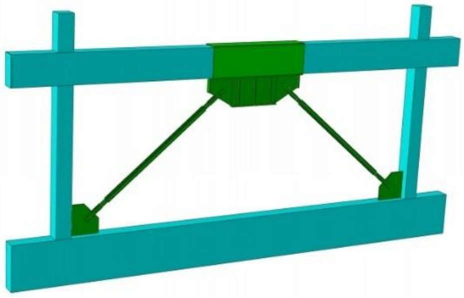
برای مدل‌سازی اتصالات، عناصر توپر 3D مورد استفاده قرار گرفته است و مش‌بندی آنها نیز با المان‌های C3D8R انجام‌شده است. ضخامت ورق گاست پلیت و باکس فلزی دور تیر بتنی ۱۰ میلی‌متر است و فولاد به‌کار برده‌شده برای این اعضا مشابه فولاد به‌کار برده‌شده در غلاف محصورکننده می‌باشد. شکل (۹) عضو اتصال مهاربند به قاب بتن‌آرمه را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۰) مدل کامل شدهٔ قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر را نشان می‌دهد.



شکل ۸ مدل اجزای محدود غلاف فولادی



شکل ۹ مدل اجزای محدود عضو اتصال مهاربند به قاب بتن‌آرمه



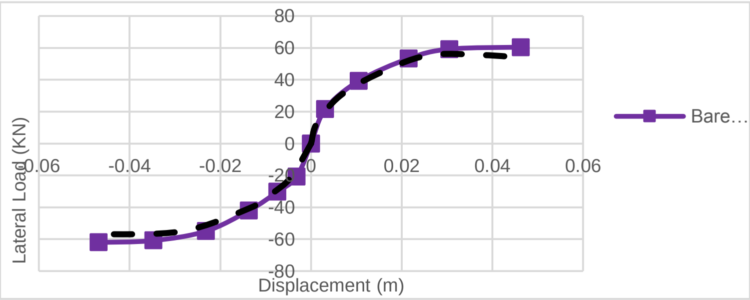
شکل ۱۰ مدل اجزای محدود قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر

یکی از موارد حائز اهمیت در مدل‌سازی، تعریف اندرکنش مناسب میان غلاف محصورکننده و هسته، برای جلوگیری از نفوذ هسته در غلاف و ایجاد شرایط محصورکنندگی می‌باشد. در حالت عادی و بدون تعریف اندرکنش، هستهٔ مهاربند در اثر اعمال فشار کمانش کلی می‌کند و از غلاف عبور می‌کند. برای جلوگیری از تماس بین هسته و غلاف فلزی، تماس میان این دو سطح از نوع تماس سطح‌به‌سطح انتخاب می‌شود و اندرکنش میان صفحات برخورد از نوع Normal behavior- Hard Contact درنظر گرفته می‌شود. در این حالت با برخورد صفحات هستهٔ مهاربند به غلاف فلزی، هسته کمانش موضعی می‌کند و هستهٔ فلزی در غلاف فرو نمی‌رود. این امر در ایجاد رفتار پس‌کمانشی در هسته که اهمیت بسیاری در مدل‌سازی دارد، بسیار تأثیرگذار است.

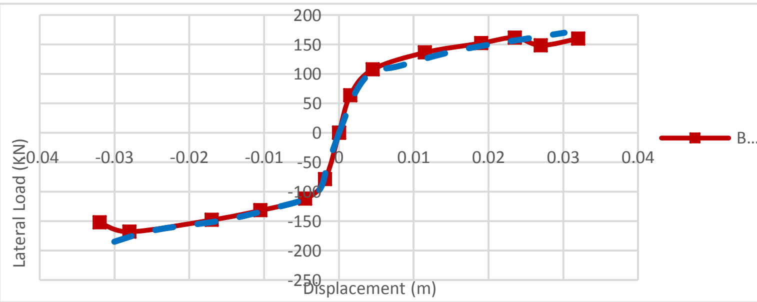
نتایج صحت‌سنجی مدل‌های اجزای محدود با نمونهٔ آزمایشگاهی

پس از ساخت مدل‌های اجزای محدود، مدل‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرند. پوش منحنی‌های هیسترزیس مدل‌های اجزای محدود رسم می‌شوند و نتایج به‌دست آمده با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند.

شکل (۱۱) پوش منحنی‌های هیسترزیس مدل قاب بتن‌آرمه را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۲)، پوش منحنی‌های هیسترزیس مدل‌های قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می‌دهد.



شکل ۱۱ پوش منحنی‌های هیسترزیس قاب بتن‌آرمه در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود



شکل ۱۲ پوش منحنی‌های هیسترزیس قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج اجزای محدود در حد قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی می‌باشند. باتوجه به نتایج نزدیک مدل اجزای محدود و نمونهٔ آزمایشگاهی، درادامه به‌منظور ساخت سایر مدل‌ها از پارامترهای مورد استفاده در مدل اجزای محدود صحت‌سنجی‌شده استفاده می‌گردد.

تأثیر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر

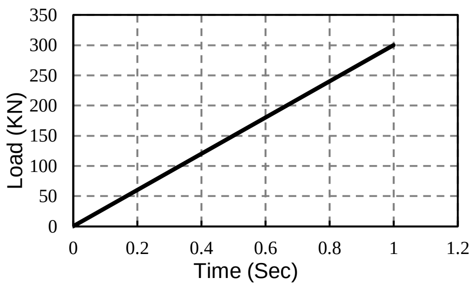
در این قسمت، به‌منظور بررسی اثرات تغییر در پارامتر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار مهاربند کمانش‌ناپذیر و رفتار قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با این گونه مهاربندها، مدل‌های مختلف اجزای محدود، مدل‌سازی و تحلیل شده و نتایج به‌دست‌آمده از آنها ارائه گردیده است. به‌منظور بررسی رفتار مدل‌های اجزای محدود، از آنالیز استاتیکی غیرخطی تحت بار جانبی افزایشی خطی استفاده می‌شود؛ بارگذاری به‌صورت تدریجی از صفر به سازه اعمال می‌شود و آن‌قدر بار افزایش می‌یابد تا سازه به مرحلهٔ انهدام برسد. لازم به توضیح است که منظور از بار جانبی افزایشی خطی، باری است که فرم تغییرات آن با زمان، به‌صورت خطی است (شکل ۱۳).

نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام‌شده برروی مدل قاب بتن‌آرمه توسط خامپانیت و همکاران، نشان می‌دهد که تحت بارگذاری، خرابی ابتدا در پای ستون اتفاق می‌افتد؛ نتایج مدل اجزای محدود نیز این رفتار را نشان می‌دهد. باتوجه به این‌که مدل آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه، از تئوری ستون قوی و تیر ضعیف تبعیت نمی‌کند، برای انجام پژوهش، باتوجه به ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تیر به‌گونه‌ای طراحی می‌گردد که تئوری ستون قوی و تیر ضعیف در قاب بتن‌آرمه رعایت گردد. برای تأمین شرایط ستون قوی و تیر ضعیف در اتصالات تیرها به ستون‌ها، باید رابطهٔ $\sum M_c \geq 1.2\sum M_b$ برقرار باشد. در محاسبهٔ M_c ستون‌ها، باید بااستفاده از منحنی اندرکنش M-P و تحت تمامی ترکیبات بارگذاری موردنظر و براساس P_u موجود، لنگر مقاوم تعیین شود و کم‌ترین لنگر مقاوم به‌عنوان M_c درنظر گرفته شود [17].

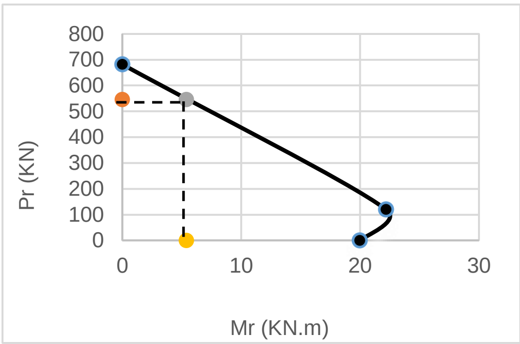
$$M_c = 5.38\,\text{KN.m}$$

$$\sum M_c \geq 1.2\sum M_b \Rightarrow M_b = 4.5\ \text{KN.m}$$

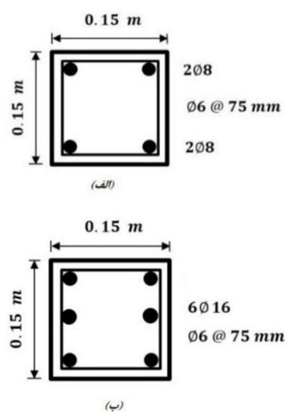
بنابراین تیر برای لنگر مقاوم 4.5 KN.m طراحی می‌شود. سایر مشخصات قاب بتنی، مانند مشخصات قاب بتنی آزمایشگاهی می‌باشد. جزئیات مقطع و آرماتورگذاری قاب بتنی در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۳ الگوی بارگذاری افزایشی خطی



شکل ۱۴ منحنی اندرکنش نیرو- لنگر (M-P)



شکل ۱۵ مشخصات مقطع و آرماتورگذاری: (الف) تیر (ب) ستون

پس از طراحی قاب بتن‌آرمه، قاب بتن‌آرمه به‌وسیلهٔ مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانهٔ قاب (e/L) ۰/۰۷۵، مقاوم‌سازی می‌گردد. باتوجه به نتایج تحلیل‌ها، افزودن مهاربندها به قاب، باعث افزایش تنش‌های برشی در ستون‌ها می‌گردد؛ بنابراین ستون‌ها به‌وسیلهٔ پروفیل فولادی تقویت می‌شوند. ستون‌ها توسط چهار عدد پروفیل نبشی (L 40×40×3 mm) تقویت‌شده و نبشی‌ها توسط ورق‌هایی (PL 30×3 mm) به یکدیگر متصل می‌شوند. سطح مقطع چهار عدد نبشی، به‌مقدار ٤٪ سطح مقطع ستون ($0.04\times15\times15$ mm^2) درنظر گرفته شده است. مدل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده در شکل (١٦) مشاهده می‌شود.

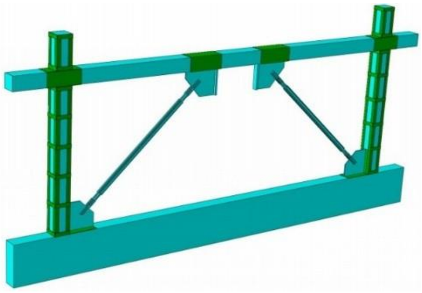
پس از مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه، با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی رفتار سازه طی مدل‌های مختلف پرداخته می‌شود.

مدل BRBF-S-0

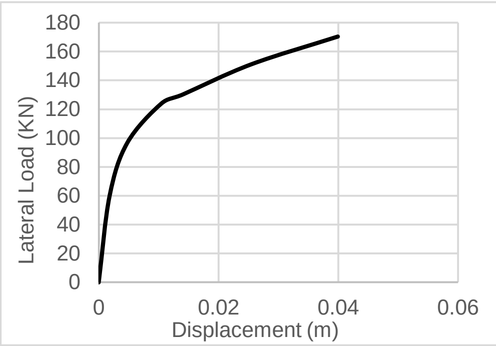
این مدل، شامل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت e/L=0.075 می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و بین هسته و غلاف فولادی فاصلهٔ آزاد درنظر گرفته نشده است (S=0). لازم به ذکر است که تماس میان هسته و غلاف فولادی از نوع تماس سطح‌به‌سطح تعریف شده است.

نمودار نیرو- تغییرمکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ انهدام، در شکل (١٧) مشاهده می‌شود.

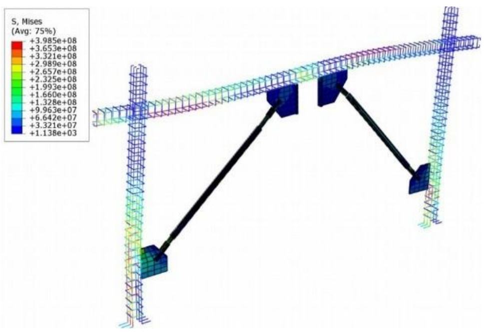
باتوجه به شکل (١٧)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریبا به‌صورت خطی می‌باشد. در نیروی ٩٦ کیلونیوتن و تغییرمکان ٤/٣ میلی‌متر، اولین ترک در ستون و لبهٔ گاست پلیت رخ می‌دهد. با افزایش تدریجی بار، در تیر پیوند و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحلهٔ ترک‌خوردگی، رفتار سازه به‌تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتا در نیروی ١٧٠ کیلونیوتن و تغییرمکان ٤٠ میلی‌متر، سازه به مرحلهٔ شکست می‌رسد. شکل (١٨)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها را نشان می‌دهد. همچنین شکل (١٩)، هسته و غلاف فولادی را در مهاربند کمانش‌ناپذیر نشان می‌دهد.



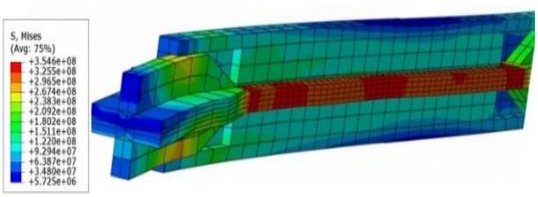
شکل ١٦ مدل اجزای محدود قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده



شکل ١٧ نمودار نیرو–تغییر مکان مدل BRBF-S-0



شکل ١٨ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-0



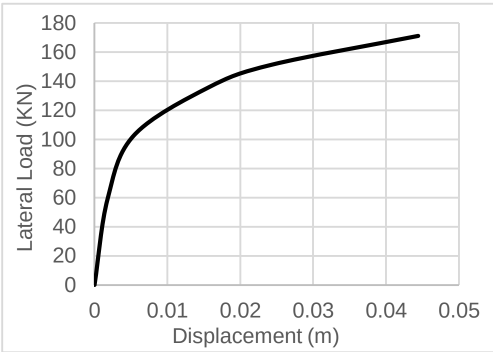
شکل ١٩ تنش وارد بر هسته و غلاف فولادی در مدل BRBF-S-0

مدل BRBF-S-1

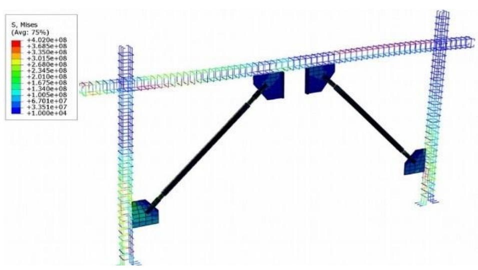
این مدل، شامل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت e/L=0.075 می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصله میان هسته و غلاف فولادی ۱ میلی‌متر درنظر گرفته شده است (S=1).

نمودار نیرو- تغییرمکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ انهدام، در شکل (۲۰) مشاهده می‌شود.

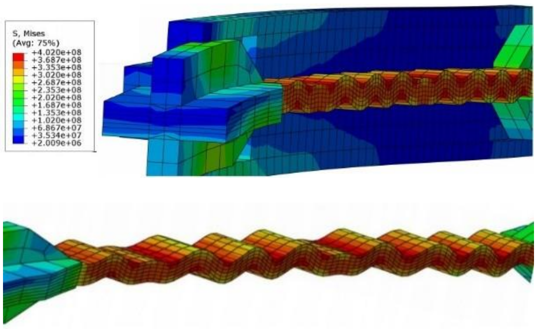
باتوجه به شکل (۲۰) مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریبا به‌صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۸۶ کیلونیوتن و تغییرمکان ۳/٤ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبهٔ گاست پلیت رخ می‌دهد. به‌تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحلهٔ ترک‌خوردگی، رفتار سازه به‌تدریج غیرخطی می‌گردد و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتا در نیروی ۱۷۱ کیلونیوتن و تغییرمکان ٤٤ میلی‌متر، سازه به مرحلهٔ شکست می‌رسد. شکل (۲۱)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۲)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۲۰ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-1



شکل ۲۱ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-1

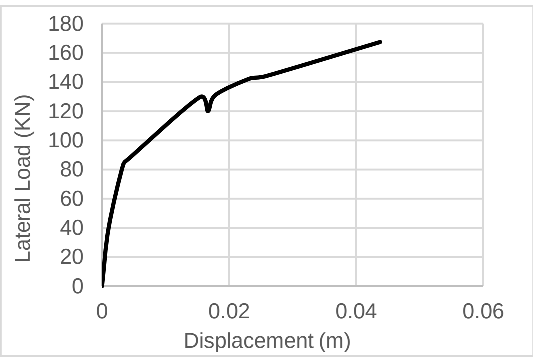


شکل ۲۲ کمانش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-1

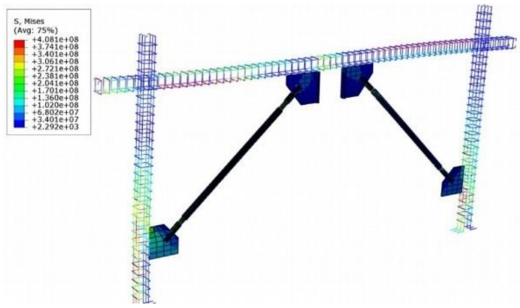
مدل BRBF-S-2

این مدل، شامل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت e/L=0.075 می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند. نمودار نیرو- تغییرمکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ انهدام، در شکل (۲۳) مشاهده می‌شود.

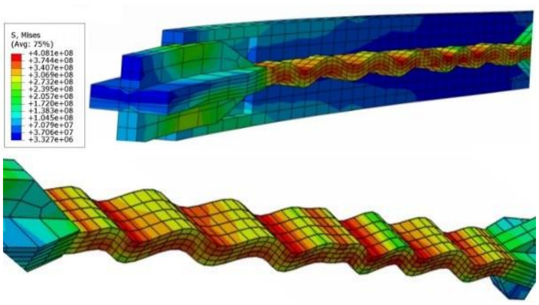
باتوجه به شکل (۲۳)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریبا به‌صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۷۵ کیلونیوتن و تغییرمکان ۲/۷ میلی‌متر، اولین ترک در ستون و لبهٔ گاست پلیت رخ می‌دهد. به‌تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها، تیر پیوند و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحلهٔ ترک‌خوردگی، رفتار سازه به‌تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتا در نیروی ۱٦۷ کیلونیوتن و تغییرمکان ٤٤ میلی‌متر، سازه به مرحلهٔ شکست می‌رسد. شکل (۲٤)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۵)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۲۳ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-2



شکل ۲۴ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-2



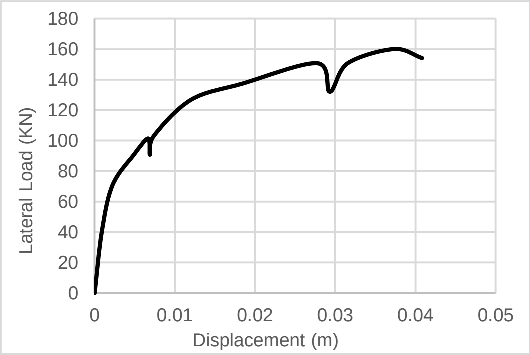
شکل ۲۵ کمانش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-2

مدل BRBF-S-3

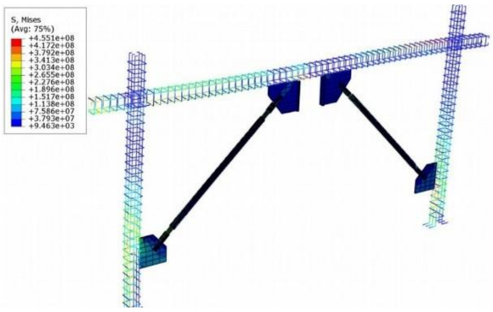
این مدل، شامل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت e/L=0.075 می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصله بین هسته و غلاف فولادی ۳ میلی‌متر درنظر گرفته شده است (S=3 mm).

نمودار نیرو- تغییرمکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ انهدام، در شکل (۲۶) مشاهده می‌شود.

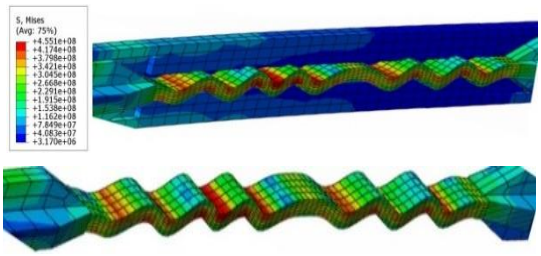
باتوجه به شکل (۲۶)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریبا به‌صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۸۶ کیلونیوتن و تغییرمکان ۳/۸ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبهٔ گاست پلیت رخ می‌دهد. به‌تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحلهٔ ترک‌خوردگی، رفتار سازه به‌تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتا در نیروی ۱۵۴ کیلونیوتن و تغییرمکان ۴۱ میلی‌متر، سازه به مرحلهٔ شکست می‌رسد. شکل (۲۷)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۸)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۲۶ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-3



شکل ۲۷ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-3



شکل ۲۸ کمانش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-3

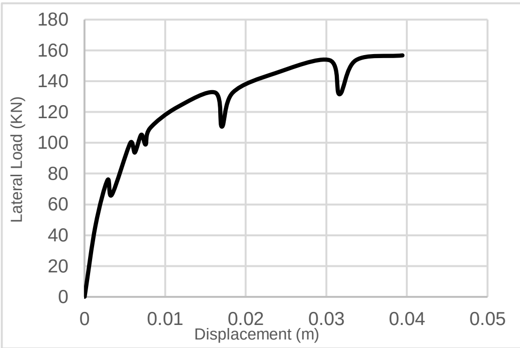
مدل BRBF-S-4

این مدل، شامل قاب بتن‌آرمهٔ مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت e/L=0.075 می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصلهٔ بین هسته و غلاف فولادی ۴ میلی‌متر درنظر گرفته شده است (S=4 mm). نمودار نیرو- تغییرمکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحلهٔ انهدام، در شکل (۲۹) مشاهده می‌شود.

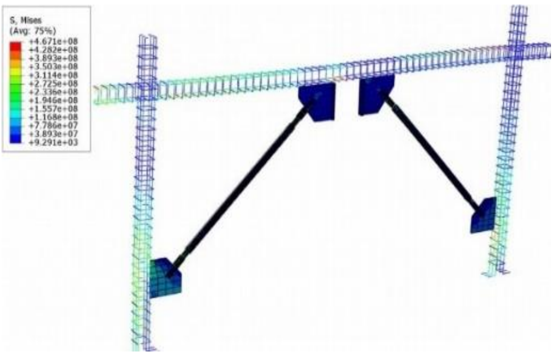
باتوجه به شکل (۲۹)، مشاهده می‌گردد که تحت

بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریبا به‌صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۷۸ کیلونیوتن و تغییرمکان ۳/۷ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبهٔ گاست پلیت رخ می‌دهد. به‌تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحلهٔ ترک‌خوردگی، رفتار سازه به‌تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتا در نیروی ۱۵۷ کیلونیوتن و تغییرمکان ٤٠ میلی‌متر، سازه به مرحلهٔ شکست می‌رسد.

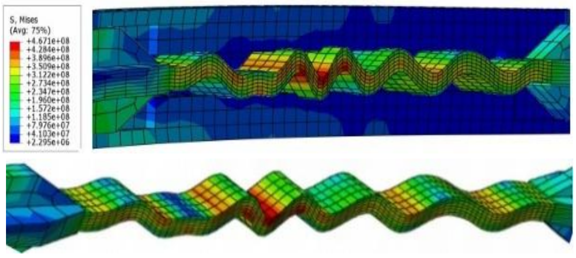
شکل (۳۰)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۳۱)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.



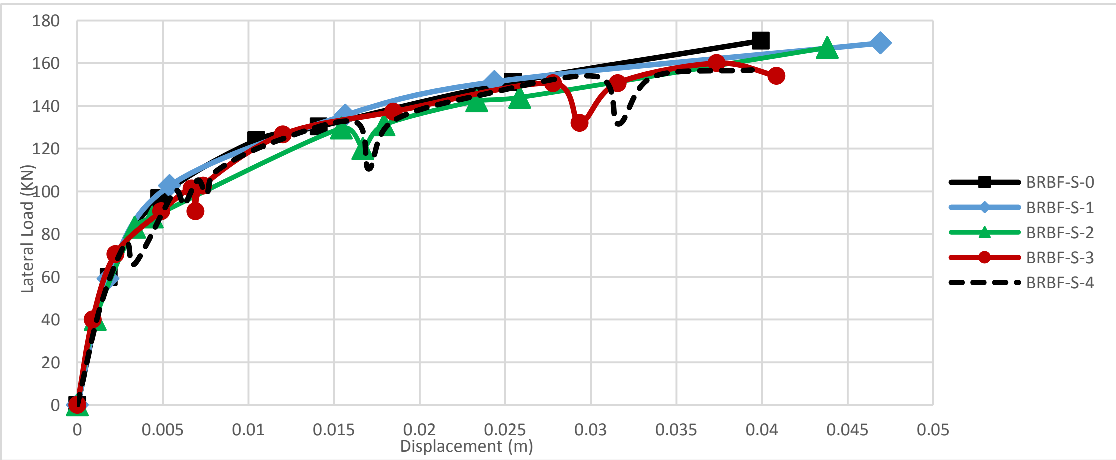
شکل ۲۹ نمودار نیرو– تغییر مکان مدل BRBF-S-4



شکل ۳۰ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-4



شکل ۳۱ کمانش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-4



شکل ۳۲ منحنی‌های نیرو– تغییر مکان مدل‌های BRBF-S

جدول ۵ نتایج تحلیل مدل‌های BRBF-S

نام مدل	**فاصله بین هسته و غلاف**	P_{cr} (KN)	δ_{cr} (m)	P_u (KN)	δ_u (m)	E (KN. m)
BRBF-RC-S-0	۰	۹۶	۰/۰۰۴۳	۱۷۰	۰/۰۴	۵/۴۳
BRBF-RC-S-1	۱	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۷۱	۰/۰۴۴	۶/۰۶
BRBF-RC-S-2	۲	۷۵	۰/۰۰۲۷	۱۶۷	۰/۰۴۳	۵/۵
BRBF-RC-S-3	۳	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۵۴	۰/۰۴۱	۵/۲
BRBF-RC-S-4	۴	۷۸	۰/۰۰۳۷	۱۵۷	۰/۰۴	۴/۶۵

نتیجه‌گیری

باتوجه به بررسی و مقایسهٔ نتایج مدل‌های BRBF-S، نتایج زیر به‌دست می‌آیند:

افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی، باعث افت موضعی مقاومت در سازه می‌گردد و هر اندازه که فاصله بیشتر می‌شود تعداد افت‌های موضعی در سازه افزایش و تغییرشکل جانبی سازه نیز کاهش می‌یابد. اگر بین هسته و غلاف فولادی فاصله وجود نداشته باشد (S=0)، از تغییرشکل جانبی سازه کاسته می‌شود. مقدار جذب نیروی وارد به سازه، رابطهٔ مستقیمی با تعداد نیم‌موج‌ها به‌دلیل کمانش موضعی و به‌تبع آن تعداد برخوردهای هسته به غلاف دارد و هرچه تعداد برخوردها بیشتر باشد مقدار جذب نیرو توسط سازه نیز بیشتر می‌شود. هرچه فاصله میان هسته و غلاف کمتر باشد، در جابه‌جایی‌های کوچک نیز تشکیل نیم‌موج‌ها و برخوردهای هسته به غلاف شکل می‌گیرد؛ ولی با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، برای تشکیل نیم‌موج‌ها و برخوردها نیاز به جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر می‌باشد. بنابراین در برخی جابه‌جایی‌ها به‌دلیل عدم برخورد هسته به غلاف، جذب نیرو توسط سازه افت می‌نماید و تا لحظهٔ برخورد هسته به غلاف نیز این افت باقی می‌ماند.

مدل BRBF-S-1 با فاصلهٔ ۱ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی دارای بیشترین تغییرشکل، مقاومت نهایی و جذب انرژی، نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشد.

در فواصل ۱ تا ۲ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی، هسته بهترین رفتار را از لحاظ شکل‌پذیری دارد و بیشترین تعداد نیم‌موج به‌دلیل کمانش موضعی را درون غلاف فولادی دارد که خود باعث جذب انرژی بیشتر می‌گردد. با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، تعداد نوسانات کاهش می‌یابد و از جذب انرژی توسط مهاربند کاسته می‌شود.

نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که فاصلهٔ ۱ تا ۲ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی بهترین رفتار را ازنظر تغییرشکل و مقاومت سازه دارد و باعث افزایش جذب انرژی سازه می‌گردد.

مراجع

۱. خیرالدین. ع، «بررسی رفتار ساختمان‌های بتن‌آرمهٔ تقویت‌شده به‌کمک بادبند فلزی»، مجلهٔ دانشکدهٔ مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، سال ۱۵، شمارهٔ اول، (۱۳۸۲).

2. Xie. Q, "State of the Art of Buckling-restrained Braces in Asia", *Journal of Constructional Steel*

Research, pp. 727-748, (2005).

۳. بیدختی. ا، «بررسی آزمایشگاهی و عددی ورق فولادی کمانش‌ناپذیر غلاف‌شده با پروفیل ناودانی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۲).

٤. خیرالدین. ع، محب‌شاهدین. س، «مقایسهٔ نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای نچسبیده و مهاربندی معمولی»، هفتمین کنگرهٔ بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران، (۱۳۸۵).

5. Sahoo. D.R, Chao. S.H, "Performance-based Plastic Design Method for Buckling-restrained Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950-2958, (2010).

6. DiSarno. L, Manfredi. G, "Seismic Retrofitting with Buckling Restrained Braces: Application to an existing non-ductile RC framed building", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1279-1297, (2010).

7. Dubina. D, Bordea. S, Dinu. F, "Exprimental and Numerical Investigation of Non-seismic Reinforced Concrete Frames Strengthened with Concentric Steel Braces", *III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, (2011).

8. Prinz.G.S, Richards. P.W, "Dynamic Performance Comparison between Buckling-Restrained Braced Frames in Concentric and Eccentric Configurations, *15th World Conference on Earthquake Engineering* ,lisbon, Portugal, (2012).

9. Maida. Y, Qu. Z, Sakata. H, Wada. A, "Subassemblage Test of Continuously Buckling Restrained Braced RC Frames", *15 th World Conference on Earthquake Engineering* ,lisbon, Portugal, (2012).

10. Vaduva. M. G, Marin. L. M, and Cretu. D. I, "Improving the Seismic Response of Tall Reinforced Concrete Buildings using Buckling Restrained Braces," *15th world conference on earthquake engineering*, Lisbon,Portugal, (2012).

۱۱. خیرالدین. ع، مرتضایی. ع، عقیلی. ر، «بررسی رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب فلزی در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح»، مجلهٔ علمی- پژوهشی عمران مدرس، دورهٔ پانزدهم، شمارهٔ یک، (۱۳۹٤).

12. Khampanit. A., Leelataviwat. S, Kochnin. J, 12. Warnitchai. P, "Energy-based Seismic Strengthening Design of Non-ductile Reinforced Concrete Frames Using Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 110-122, (2014).

13. ABAQUS 6.14 Documentation, Analysis User's Manual.

۱٤. امیدی. م، بهنام‌فر. ف، بهفرنیا.ک، «مدل‌سازی تحلیلی المان محدود اتصالات بتنی»، دومین کنفرانس ملی بتن ایران، تهران، انجمن بتن ایران، (۱۳۸۹).

۱۵. شهبازی. ر، یکرنگ نیا. م، «راهنمای کاربردی Abaqus به‌همراه مسائل مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک»، ویرایش دوم، انتشارات علم عمران، (۱۳۹۳).

16. Razavi Tabatabaei. S.A, Mirghaderi. S.R, Hosseini. A, "Experimental and Numerical Developing of Reduced Length Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures,* Vol. 77, pp. 143-160, (2014).

۱۷. راهنمای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، «طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه»، ویرایش سال ۱۳۸۸، انتشارات توسعهٔ ایران، (۱۳۹۰).